

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 74 (1956)
Heft: 30

Artikel: Die Wilerbrücke der Furka-Oberalp-Bahn
Autor: Gut, H.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-62676>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 01.04.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Die Wilerbrücke der Furka-Oberalp-Bahn

Von H. Gut, Dipl. Ing., Zürich

DK 624.27

Im Laufe des Sommers 1955 musste auf der Strecke Andermatt—Gletsch ein Naturstein-Viadukt ersetzt werden. Es handelt sich um die Wiler-Brücke, einen Uebergang über die Furkareuss, rund eineinhalb Kilometer hinter Realp. Auf Grund einer Voruntersuchung, wobei die Forderung nach einer minimalen Bauzeit eine entscheidende Rolle spielte, wurde eine Verbund-Konstruktion mit einem Mittelpfeiler gewählt. Ende Mai konnte mit den Bauarbeiten begonnen werden. Der durchgehende Verkehr Disentis—Brig, der am 5. Juni aufgenommen werden sollte — zwischen Realp und Oberwald verkehren die Züge nur während des Sommers — erlitt daher anfänglich eine Unterbrechung. Dank einer in nächster Nähe gelegenen Strassenbrücke bot die Organisation eines Umsteigeverkehrs keine grossen Schwierigkeiten.

Die neue Brückenkonstruktion — dargestellt in den Bildern 1 bis 4 — liegt im Bereich der Zahnradstrecke, die an dieser Stelle eine Steigung von 110 ‰ aufweist. Sie besteht aus zwei vollwandigen, über zwei Oeffnungen von je 23,0 m durchlaufenden Hauptträgern und oben liegender Eisenbetonplatte. Beide Elemente sind durch Dübel miteinander verzahnt und arbeiten zusammen als Verbundträger. Die Hauptträger werden durch ein getrenntes Breitflanschprofil mit dazwischen geschweisstem Stegblech gebildet; im Bereich der negativen Stützmomente sind die Gurtungen durch aufgeschweisste Lamellen verstärkt. Die gegenseitige Verbindung der beiden Hauptträger besteht ausser der Betonplatte aus einem unteren Windverband und einer Anzahl von Querverbänden. Im Innern ist ein Kontrollsteg angeordnet. An den beiden Widerlagern, von denen das untere das feste Brückenlager enthält, bestehen zusätzliche Abhebesicherungen — vgl. Bild 4 — gegen die Einwirkung von Lawinen. Obschon die Brücke nicht direkt in einem Lawinenzug liegt, besteht doch die Möglichkeit, dass durch benachbarte Lawinengänge in dem engen Tal stärkere Sogkräfte auftreten können.

Entsprechend den Transport- und Montageerfordernissen wurde die Stahlkonstruktion in drei Teilen auf die Baustelle gebracht, wobei die Hauptträger paarweise mit den dazwischenliegenden Verbänden bereits in der Werkstätte zusammengesetzt wurden.

Aus der statischen Berechnung

Da in vielen Fällen die heute gültigen S. I. A.-Normen für die Berechnung von Verbundträgern nicht ausreichen, muss man die Berechnungsgrundlagen anhand ausländischer Vorschriften und Publikationen vervollständigen. Im vorliegenden Falle erfolgte die Berechnung der Hauptträger nach Prof. Dr. B. Fritz, «Vorschläge für die Berechnung durchlaufender Träger in Verbundbauweise» im «Bauingenieur» 1950. Insbesondere liegen folgende Werte zugrunde:

$$\text{Verhältniszahl } n = \frac{E_{St}}{E_B} = 10$$

Temperaturdifferenz zwischen Stahl und Beton $\pm 10^\circ$ mit konstantem Temperaturverlauf innerhalb der beiden Materialien.

Schwinden mit Berücksichtigung des dadurch verursachten Kriechens:

$$\text{Schwindmass } \varepsilon_s^\circ = 0,00025$$

$$\text{Kriechzahl } \varphi = 1,6$$

$$E_{Bs} = \frac{E_{B_0}}{1 + 0,25 \varphi}$$

Kriechen des Betons unter ständiger Last:

$$\text{Kriechzahl } \varphi = 1,3$$

$$E_{BK} = \frac{E_{B_0}}{1 + 1,1 \varphi}$$

Um die Betonzugspannungen über dem Mittelpfeiler aus dem negativen Stützmoment herabzusetzen, war eine grössere positive Vorspannung der Brücke notwendig, die durch Absenken des mittleren Auflagers erreicht wurde. Das totale Absenkmass betrug 10 cm, wovon 6 cm bereits 10 Tage nach dem Betonieren — der Beton hatte nach 7 Tagen eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von 426 kg/cm² erreicht — während die restlichen 4 cm nach der Zeitdauer von einem halben Jahre abgesenkt wurden. Der Zweck dieser Zweiteilung war der, gleich zu Beginn eine gewisse Vorspannung zu erzeugen, um der ersten Schwindphase, die bald nach dem Betonieren



Bild 1. Fertige Brücke talwärts gesehen. Am oberen Bildrand ist noch ein Teil der Strassenbrücke sichtbar, über die der Umsteigeverkehr geleitet wurde.

einsetzt, entgegenzuwirken und ausserdem die Zugspannungen aus Verkehrslast (die aber vorläufig noch wesentlich kleiner ist als die nach den Vorschriften gerechnete) zu kompensieren. Andererseits durfte wegen des Kriechens des frisch erhärteten Betons das erste Vorspannmass nicht zu gross sein. Als Spannungsausgleich innerhalb des Stahlträgers war ferner eine negative Vorspannung der beiden spannungsfrei montierten Hauptträger vor Inangriffnahme der Betonarbeiten erforderlich. Die Mittelpfeilerlager wurden zu diesem Zweck 16 cm gehoben. Die fertig montierte Stahlkonstruktion lag daher im spannungsfreien Zustand, d. h. mit den Höhenkoten der Auflager, wie die Hauptträger in der Werkstätte geformt wurden, über dem Mittelpfeiler um 16 — 10 = 6 cm gegenüber der Soll-Lage zu tief.

Die Tabelle «Randspannungen für zwei Querschnitte» gibt eine Uebersicht über die verschiedenen Belastungsfälle und die daraus resultierenden Spannungen. Zu beachten sind dabei die verhältnismässig grossen Anteile der Vorspannung sowie die Einflüsse von Schwinden und Kriechen, die nicht vernachlässigt werden dürfen. Die Zusatzlasten, wie Temperaturdifferenz, Bremsen und Lagerreibung ergaben an sich keine grossen Spannungen, so dass der Belastungsfall mit Hauptlasten der massgebende blieb. Als grösstmögliche Betonzugspannung erscheinen im Belastungsfall Z über dem Mittelpfeiler 28 kg/cm². Diese Zugspannung kann mit einer entsprechenden Zusatzlängsarmierung in der Betonplatte aufgenommen werden; ausserdem ist der Stahlquerschnitt über der Mittelstütze für die Aufnahme sämtlicher Kräfte dimensioniert.

Montage

Die Art des Antransportes der Brückenträger und der Montagevorgang selbst waren in erster Linie durch das Gelände bedingt. In dem engen, V-förmigen Tal stand für die Installationen praktisch nur das Bahntrasse zur Verfügung, das allerdings auf den beiden Zufahrten zwei entgegengesetzte Kurven von rund 80 m Radius beschreibt und zudem noch in einer Steigung von 110 ‰ liegt.

Als Montagevorgang wurde das Einschieben der Brücke in der Längsrichtung gewählt und zwar vom untern Widerlager her (vgl. Bild 5). Der Materialtransport erfolgte mit der Bahn über Göschenen—Andermatt direkt auf die Baustelle; den Umlad in Göschenen von der Normal- auf die Schmalspur besorgten zwei fahrbare SBB-Krane. Die Installationen bestanden aus einer Verschiebebühne auf der untern Brückenzufahrt, einem Stahlgerüst über dem Mittelpfeiler und den Zugeinrichtungen. Dazu kamen noch ein vorderer

Randspannungen für zwei Querschnitte
Spannungen in kg/cm²; Druck — und Zug +

Belastung	Feldquerschnitt		Stützenquerschnitt	
	UK Stahl- träger	OK Beton- platte	UK Stahl- träger	OK Beton- platte
Ständige Lasten auf Stahlträger:				
1. Eigengewicht	+ 263	—	— 313	—
2. Vorspannung	— 598	—	— 1018	—
Ständige Lasten auf Verbundträger:				
3. Eigengewicht	+ 139	— 9	— 182	+ 13
4. Vorspannung	+ 672	— 43	+ 1260	— 92
5. Verkehrslast (max, bzw. min)	+ 688	— 43	— 547	+ 40
6. Temperaturdifferenz ± 10° (+ = Stahlträger wärmer)	± 50	± 6	± 140	± 15
7. Bremsen	± 60	± 2	—	± 1
8. Lagerreibung	± 20	± 2	± 10	± 2
9. Schwinden	— 70	+ 12	— 240	+ 24
10. Kriechen	+ 100	+ 14	+ 130	+ 25
Resultierende Spannungen bei Inbetriebnahme:				
Belastungsfall H:				
1 + 2 + 3 + 4 + 5	+ 1164	— 95	— 800	— 39
Belastungsfall Z:				
1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6 + 7 + 8	+ 1294	— 105	— 950	— 21
Resultierende Spannungen nach Jahren:				
Belastungsfall H:				
1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 9 + 10	+ 1194	— 69	— 910	+ 10
Belastungsfall Z:				
1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 9 + 10 + 6 + 7 + 8	+ 1324	— 79	— 1060	+ 28

15 m langer und ein hinterer kurzer Einbauschubel für die eigentliche Brückenkonstruktion.

Die Verschiebebahn, ein Rost aus DIN-Trägern von rund 35 m Länge, lag in der Verlängerung der Brückenaxe, d. h.

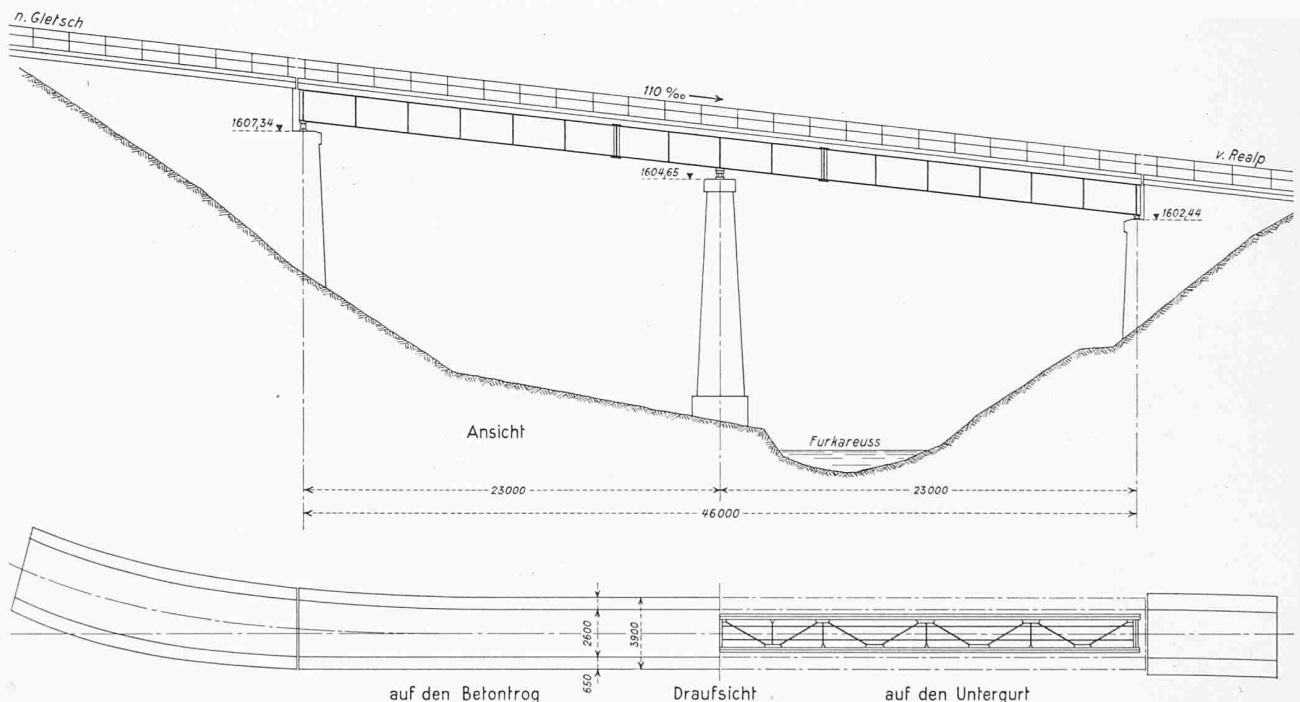


Bild 2. Wilerbrücke der Furka-Oberalp-Bahn, Grund- und Aufriss, Masstab 1 : 400

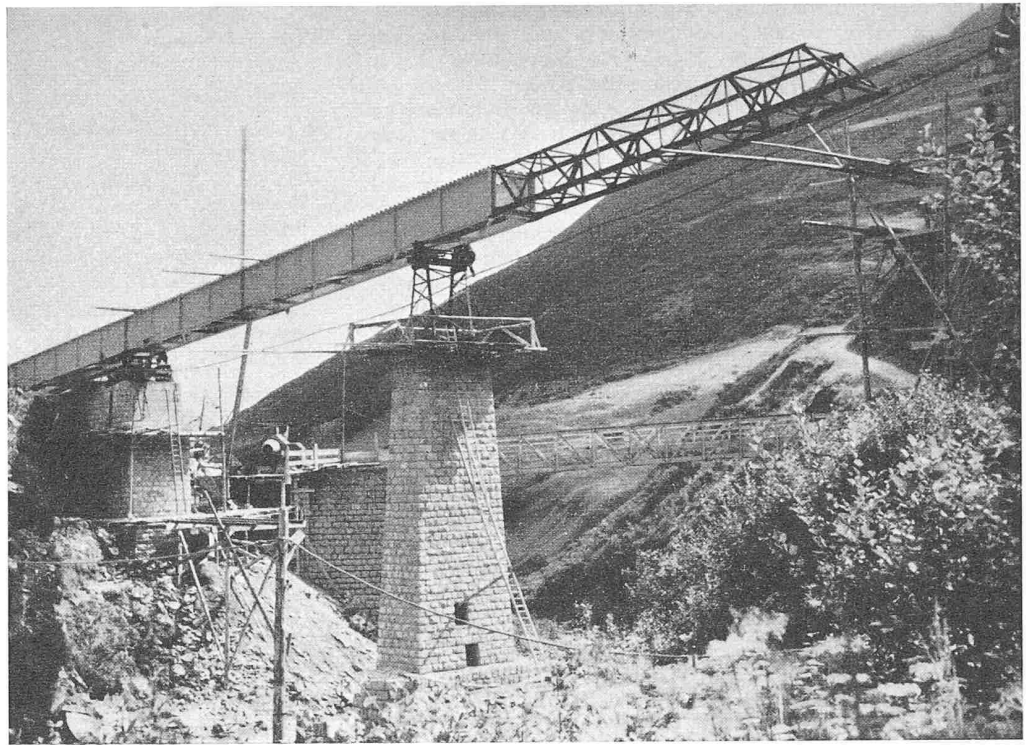


Bild 5. Links ist das untere Widerlager zu erkennen. Die Brücke ist hier bereits fertig zusammgebaut, der hintere Teil befindet sich noch auf der Verschiebebahn. Der Einbauschnabel reicht bald bis zum obren Widerlager, das am rechten Bildrand noch sichtbar ist.

tangential an die untere Zufahrtsskurve mit Berührungspunkt am vorderen Ende über dem Widerlager. Mit ihrem hintern Teil reichte sie bis in einen Ausschnitt am bergseitigen Hang des Bahntrassess. Auf dem Trägerrost waren vier Rollenpaare auf die ganze Länge verteilt, je ein weiteres Paar auf dem Pfeilergerüst und dem obren Widerlager. Das untere Zufahrtsgleis wurde soweit als möglich hangauswärts geschoben, damit der Bahnwagen mit den Brückenteilen bis neben die Verschiebebahn geschoben werden konnte. Die Platzverhältnisse waren hier äusserst knapp, und es musste jeder Dezimeter ausgenützt werden. Als Zugorgane waren auf dem obren Widerlager zwei Seilwinden installiert. Kraftmässig reichte eine Winde aus, die andere diente als Sicherung; als weitere Sicherheitsmassnahme war eine dritte Winde am hintern Ende der Verschiebebahn montiert, deren Zugkraft über eine Umlenkrolle auf die Brücke wirkte.

Gleich nach dem Ablad des ersten Brückenelementes auf die Verschiebebahn wurde dieses mit dem vorderen Einbauschnabel verschraubt und beide Teile soweit vorgezogen, dass der hintere Teil der Verschiebebahn zur Aufnahme des nächsten Montageschusses frei wurde. In diesem Sinne folgte der Rest, und nach wenigen Tagen war die Brücke an Ort und

Stelle angelangt; sie wurde auf zwei Schwellenstapel abgesetzt, die in der Zwischenzeit über den beiden Widerlagern errichtet worden waren. Nach Abbrechen der beiden Einbauschnäbel und des Pfeilergerüstes wurde mittelst hydraulischer Pressen die um mehr als drei Meter zu hoch liegende Konstruktion auf ihre richtige Höhe abgesenkt.

Die weitem Arbeiten wie Abnieten, Vorspannen der Stahlkonstruktion durch Heben des Mittellagers um 16 cm, Schalen und Betonieren der Fahrbahnplatte, erstes Vorspannen des Verbundträgers und Verlegen und Einschottern des neuen Gleises folgten sich rasch. Anfangs September konnte nach einer Belastungsprobe, verbunden mit Spannungs- und Durchbiegungsmessungen, der durchgehende Verkehr Andermatt—Gletsch wieder aufgenommen werden. Dank den sorgfältigen Vorbereitungen verlief die eigentliche Montage reibungslos und innert kürzester Frist.

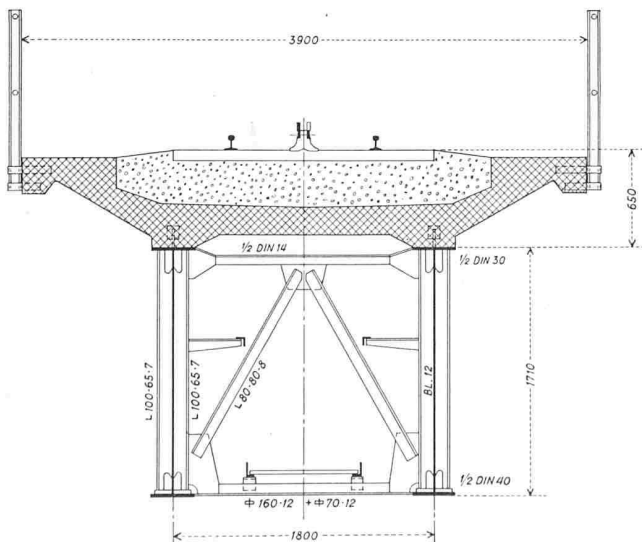


Bild 3. Normalquerschnitt 1 : 50

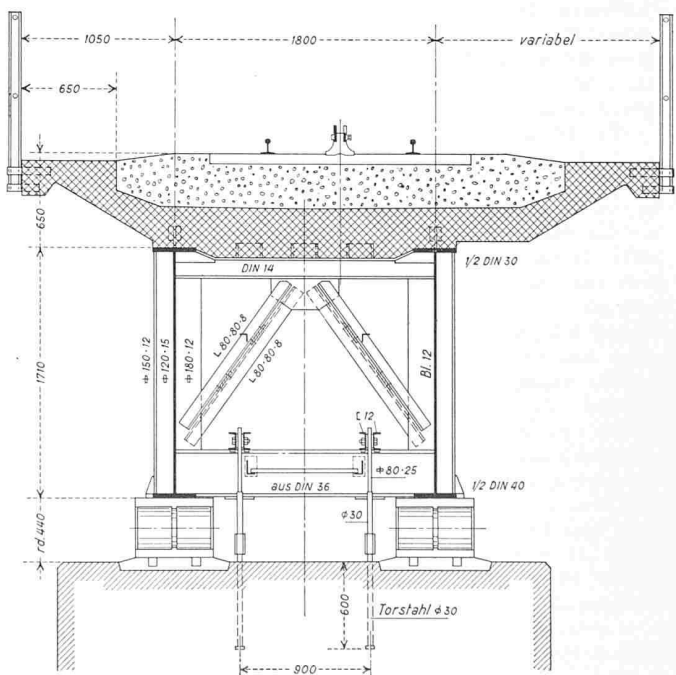


Bild 4. Querschnitt beim obren Endlager mit Abhebesicherung, 1 : 50

Die neue Wiler-Brücke wurde in der Zeit von rund dreieinhalb Monaten erstellt. Die Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion wurde der Firma *Wartmann & Co. AG.* in Brugg vergeben und das Ing.-Büro *E. Stettler* in Bern besorgte zusammen mit der Firma *Murer AG.* in Andermatt die Eisenbeton- und Fundationsarbeiten. Wenn man bedenkt, dass in die genannte Zeitspanne auch die eigentlichen Bauvorbereitungen fallen wie Projektierungsarbeiten und Prüfung verschiedener Möglichkeiten in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht, dann die Erstellung der Berechnungen und der Pläne für die Ausführung und der Abbruch der alten Brücke, bevor die eigentlichen Bauarbeiten in Angriff genommen werden konnten, so spricht die kurze Bauzeit einerseits für die reibungslose Zusammenarbeit zwischen Bahnverwaltung, Behörden und Unternehmen und andererseits für die Richtigkeit der gewählten Bauweise.

Adresse des Verfassers Dipl. Ing. *H. Gut*, Freie Strasse 176, Zürich 32.

Ueber die eisenschaffende Industrie Indiens

DK 669

Mit der politischen Verselbständigung Indiens im Jahre 1947 nahm auch die Wirtschaftspolitik und damit die industrielle Entwicklung des Landes eine neue Richtung, vor allem im Hinblick auf den Ausbau einer umfassenden Grundstoffindustrie. Für die eisenschaffende Industrie sind die werkstoffmässigen Voraussetzungen besonders günstig. So sind in Indien beträchtliche Lagerstätten hocheisenhaltiger Erze (im besonderen Hämatite) vorhanden. Das grösste Vorkommen befindet sich im Gebiet zwischen Bihar und Orissa, wo schätzungsweise 8 Mrd t im Tagebau gewinnbarer Erze mit einem Gehalt von 60 bis 68 % Eisen bei Phosphorgehalten von 0,03 bis 0,1 % zur Verfügung stehen. Ueber deren Förderung und Verarbeitung zu Roheisen und Rohstahl sind einige statistische Angaben in Tabelle 1 zusammengestellt¹⁾. Dazu kommt, dass im Nordosten des Landes grosse Kohlenvorräte vorhanden sind, wovon grosse Mengen Kokskohle, die auf 4,5 Mrd t veranschlagt werden. Es werden schon heute in den bereits im Betrieb stehenden Koksöfen Hart- und Weichkoks hergestellt (siehe Tabelle 1).

Der indische Stahlbedarf wird für die kommenden Jahre im Rahmen der geplanten Industrialisierung auf 2,7 bis 3,4 Mio t vorausgesagt. Das Ausbringen der gegenwärtig betriebsfähigen Stahlwerke beträgt etwa 1,4 Mio t. Im Jahre 1956 führt Indien 550 000 t Stahl ein: rd. 300 000 t aus der UdSSR, 100 000 aus Japan, 65 000 t aus Westdeutschland und je 45 000 Tonnen aus Polen und der Tschechoslowakei. Diese Einfuhrquote soll zukünftig durch einen gross angelegten Ausbau der Stahlwerke in Indien abgelöst werden. So soll das der Hindustan Steel Ltd. gehörende Eisenhüttenwerk in Rourkela (etwa 460 km westlich von Calcutta) im ersten Ausbau jährlich 1 Mio t Roheisen erzeugen. Für später sind beachtliche Erweiterungen geplant.

Zur Deckung des Koksbedarfs erhält das Hüttenwerk eine eigene Kokerei, über die im folgenden einige Angaben gemacht werden sollen. Aehnliche Kokereien bestehen bereits bei den Stahlwerken der Tata Iron and Steel Co. in Jamshedpur und bei der Indian Iron and Steel Co. in Hirapur (seit 1935). In diesen beiden Werken sind Zwillingszugverbundöfen nach den Konstruktionen der Firma Dr. C. Otto & Comp., Bochum, im Betrieb. Auf Grund der bisherigen guten Erfahrungen mit diesem System wird es auch bei den Öfen der neuen Kokerei angewendet.

Die Anlage umfasst im vollen Ausbau 6 Batterien mit je 35 Öfen für einen Kohlendurchsatz von 5000 t pro Tag oder 1,8 Mio t pro Jahr und wird so eingerichtet, dass je 2 Batterien als selbständige Betriebseinheit gefahren werden können. Die Ofenkammern sind 13,5 m lang und 4,5 m hoch, bei einer Gesamthöhe des Ofenblocks von 10,5 m. Es ist wohl bemerkenswert, dass für den Aufbau der Ofenanlage mehr als 40 000 t feuerfeste Baustoffe nötig sind. Lieferant ist die bereits genannte Firma Dr. C. Otto & Comp., Fabriken feuerfester Erzeugnisse, Bochum-Dahlhausen.

Im weitem gehören zur Kokerei zwei Kohlentürme von je 30 m Höhe, drei Kamine von je 90 m Höhe und vier Sätze

¹⁾ siehe Gemeinverständliche Darstellung des Eisenhüttenwesens, Düsseldorf 1953, Verlag Stahleisen m. b. H.

Tabelle 1. Rohstoffbasis und Erzeugnisse der eisenschaffenden Industrie Indiens.

Rohstoffbasis — Erzeugnisse	Mengen in Mio t (Vergleichsjahre in Klammern)	
<i>Eisenerze</i> (hocheisenhaltige Hämatite)		
60—68 % Fe; 0,03—0,1 % P		
Vorräte		8000
Förderung	1,48 (1948)	1,93 (1950)
Erzeugnisse der eisenschaffenden Industrie		
Roheisen (% basisches Roh-eisen)	1,29 (1948)	1,60 (1950)
Rohstahl	0,89 (1947)	1,40 (1951)
<i>Steinkohle</i> (zum grossen Teil Koks-kohlen)		
Vorräte		4500
Förderung	31,5 (1949)	34,4 (1951)
Erzeugnisse der Kokereien		
Hartkoks		0,11 (1951)
Weichkoks		1,27 (1951)

Kokereimaschinen, die ihrerseits aus Kohlefüllwagen, Koks-ausdrückmaschine, Türhebevorrichtung und Koks-löschwagen mit Lokomotive bestehen.

Zur eigentlichen Ofenanlage mit den entsprechenden Maschinen gehören auch die Einrichtungen zur Kohlevorbehandlung. Die von den verschiedenen Zechen an die Kokerei des Hüttenwerks gelieferten Kohlen müssen zweckentsprechend aufbereitet und u. U. zeitweise gestapelt werden. Dieser Teil der Anlage wird für einen täglichen Kohlendurchsatz von 5000 Tonnen ausgelegt.

Schliesslich wird eine Anlage für die Koksbehandlung gebaut, die aus drei Löschvorrichtungen, drei Rampen, der Koks-siebe- und der Verladeeinrichtung besteht und für 4000 t Koks-durchsatz pro Tag bestimmt ist.

Aus diesen neuen Angaben ist ersichtlich, welchen Umfang die Kokerei für ein modernes Hüttenwerk haben muss. Damit man sich einen Begriff machen kann über den Kapitalbedarf und die Kosten des Bauvorhabens, soll ergänzend beigefügt werden, dass die beschriebene Kokerei mit den nötigen Hilfsbetrieben den Betrag von ungefähr 80 Mio Schweizerfranken erfordert.

Dr. *Hans Stäger*,
Grütlistrasse 50, Zürich 2

Schweiz. Verein für Schweisstechnik

DK 061.2:621.791

Der «Schweiz. Acetylen-Verein» hat in der ausserordentlichen Generalversammlung seiner Mitglieder vom 16. Juni 1956 in Thun die von langer Hand vorbereitete Revision seiner Statuten durchgeführt und tritt nunmehr unter der neuen Bezeichnung «Schweizerischer Verein für Schweisstechnik» an die Öffentlichkeit. Wie die Namensänderung es schon andeutet, ist das Tätigkeitsgebiet des Vereins in Anpassung an den heutigen Stand der Schweisstechnik erweitert und auf alle Schweissverfahren und verwandten Gebiete ausgedehnt worden. Der Verein bezweckt nunmehr die Förderung der gesamten Schweiss-, Schneid- und Löttechnik und der verwandten Verfahren, die Bearbeitung der damit zusammenhängenden wissenschaftlichen, technologischen und sicherheitstechnischen Probleme, die Förderung der Sicherheit auf dem Gebiete des Schweissens, der verwandten Verfahren und der Anlagen zur Erzeugung und Verwendung von Karbid, Acetylen, Sauerstoff und anderen ins Fachgebiet fallenden Gasen, die Zusammenarbeit mit schweizerischen Behörden, Amtsstellen, Berufsorganisationen, Verbänden usw. und die Mitarbeit in internationalen Fachorganisationen. Jede einseitige Interessenpropaganda ist nach wie vor ausgeschlossen.

Durch die Erweiterung des statutarischen Aufgabenkreises ist auch eine Erweiterung der bestehenden Einrichtungen des Vereins nötig geworden. So ist im Herbst 1955 im «Haus der Schweisstechnik» in Basel ein neues Kurslokal für Kunststoff-Verarbeitung eingerichtet worden und steht die Neueinrichtung eines Kurslokales für Elektro-Schweissung unmittelbar bevor. Damit sollen dem Verein die nötigen tech-